

▼▼単純鋼鉄桁（溶接橋）昭和31年版 SGNC3S31VN0.xls（デモ版）

適用範囲

- ・昭和31年の示方書に基づいて、既設の単純非合成鋼鉄桁（溶接橋）の設計確認をします。
- ・**車道だけの幅員、主桁3本**が対象です。
- ・断面は仮定断面（デフォルト）で計算を始めますので、計画設計に応用できます。
- ・ユーザは、材料、寸法など、計算結果を見て、仮定値を変えて試行ができます。
- ・製作・架設を考えないと決められない設計項目は省いてあります（例えば添接など）。
- ・処理の目的は、計算結果を体裁を整えた計算書の形にプリントすることです。
- ・モニタ画面で、背景色が白になっている部分がA4用紙に印刷される範囲です。
- ・右側は、ユーザ向けのコメントと、作業用データのメモ転記と裏計算の個所です。

作業の手順

- ① この**シート概要説明**は、ユーザ向けの、言わばReadMeファイルです。
 - ・エクセルSoftの利用者は、一応、EXCEL本体の使い方についての素養が必要です。
 - ・章構成の目次は、内容のあらましを見る目的を持たせてこのシートの後半に付けました。
 - ・報告書としての体裁で目次が必要であれば、この部分をプリントします。
 - ・ユーザの作業は、シート番号-0から順に行をたどって、必要箇所のデータ入力です。
 - ・入力要請または書き換えが必要な個所はセルの**背景色が青色**になっています。
 - ・計算結果で、後の処理にも参照される重要なデータは、セルの**背景色が緑色**です。
 - ・この部分を含め、セルのデータはすべて原則として書き換え禁止です。
- ② **シートS31-0**は、入力条件の準備と、計算結果のまとめです。
 - ・このシートは、入力条件を確認するメモ記録と結果記録（ログ）が目的です。
 - ・作業開始時のデータは、デフォルト値（初期値）か、以前の作業データが残っています。
 - ・必ずデータを確認しなければならない項目は、セル背景色を青色にしてあります。
 - ・準拠する設計示方書で決まる荷重と許容応力度などのデータは、デフォルト扱いです。
 - ・一般的な定数も、デフォルト値での利用が原則ですが、変更することもできます。
 - ・これらのデータは、これ以降のシートで参照され、途中での入力変更をしません。
 - ・計算で提案された主要寸法と応力度の計算結果は、セル背景色を黄色にしてあります。
 - ・この部分は、後の作業シートのデータを、ユーザがフィードバックして完成させます。
 - ・このとき、提案断面のイラストも、ユーザの責任で変更する必要があります。
 - ・このシート単独は、管理名を付け、別EXCELブックにコピー保存することを勧めます。
 - ・その方法は、まず、このシートの複製を作り、管理用シート名に付け替えます。
 - ・このセル全体を選択し(ctrl+A)、クリップボードにコピーを作ります(CTRL+C)。
 - ・このまま、同じ場所に貼り付けますが、オプション「値の貼り付け」を使います。
 - ・これによって、別のセルから参照したリンクを消して、データだけがコピーされます。
 - ・念のため、このシートに保護を掛け、誤って数値が変更されないようにしておきます。
 - ・そうしておいて、管理用のEXCELブックに転送して保存するとを勧めます。
 - ・幾つかの比較設計をした場合には、そのまま残しておくのもよいでしょう。
 - ・この管理用シートのデータを使って再現設計をすることができます。
 - ・ただし、結果のフィードバックデータのリンクは、切れています。
 - ・この管理用シートをエクセルソフトに取り込んで、以前のシートS31-0と差し替えます。
 - ・変更を防ぐためシートがロックされている場合は、ロックを解除します。
 - ・縦桁・横桁・弦材断面の寸法データは、それぞれの章の断面寸法の個所に転記します。
 - ・転記したデータセルは、転記先のセルのアドレスを再コピーしてリンクさせます。
 - ・既設橋梁の計算の場合には、このシートの内容を**橋梁台帳の新しい原稿**に使えます。
 - ・計画設計・比較設計などは、モニタの画面で見ただけの一過性の使い方が便利です。
 - ・入力条件、例えば床版厚をこのシートで変更すると、応力度の変化が直ぐに判ります。
- ③ **シートS31-1**は、表紙と設計条件です。ユーザがデータを追加する必要があります。
 - ・標準的な計算書の表紙スタイルは、橋名・管理部局名・日付を必須の事項とします。
 - ・続けて、主要な設計条件一覧と簡単な一般図を付けるのが定型です。
 - ・設計条件のデータは、すべて**シートS31-0**から自動的に転載されます。
 - ・一般図は、別にイラストを作成して貼りこむのがよいでしょう。
 - ・ページレイアウトを見て、表紙と同ページにまとめるか、改ページするか、を決めます。

- ④ **シートS31-2**は、鉄筋コンクリート床版と横桁を計算します。
- ・鉄筋コンクリート床版を採用し、主桁間を支間方向をするのが標準的な設計です。
- ⑤ **シートS31-3** は、主桁の計算です。
- ・主桁と横桁の断面寸法は初期値が設定されています。ここでは、入力変更を受付けます。
 - ・主桁断面の寸法は、断面計算、第3.6節で始めて確定することになります。
 - ・主桁上下フランジの所要断面積の計算は、後半の第3.6節欄外にまとめてあります。
 - ・この計算結果を、第3.1節の欄外に、参考数値として表示してあります。
 - ・この計算結果を見て、必要があれば、ユーザが断面寸法を変更することができます。
 - ・並列主桁のプレートガーダー（鋼板桁）計算は、幅員方向の横分配が重要な事項です。
 - ・一本の分配横桁の格子桁として計算します。計算本体は、第3.2節の右欄外で行っています。
 - ・横分配係数は、別のエクセルソフト“INFSGRID”からの部分的引用です。
 - ・主桁寸法は、支間中央から支点方向に2箇所程、通常、節約した断面に製作しています。
 - ・断面変化に関する計算などは、製作、輸送、架設と関係しますので省きます。
 - ・添接部分の断面形状やリベット配置などは、製作時の詳細設計で決める事項としました。
 - ・橋全体の重量・曲げ剛性・死活荷重による撓みの計算は、実橋測定の検証時に利用します。
- ⑥ **シートS31-4**は、横構の計算をまとめますが、その他の雑計算を含めます。
- ・再現設計計算の場合は、既設橋梁の振動測定データの検証に利用します。
 - ・概算鋼重の積算を行います。この値で最初の鋼重仮定を検証します。
 - ・鋼桁重量は、断面変化による減少分と、補剛材、添接材による増加分とが相殺するとします。

印刷時の作業

- ・各シートは、印刷範囲が白の背景色になっています。改行位置は、変更できます。
- ・印刷範囲以外は、コメント・参考値のコピー・裏計算・照査に使用しているものです。
- ・印刷範囲以外に表示されているデータも、原則として書き換え禁止です。
- ・これらを削除または変更すると、誤計算となりますので注意が必要です。
- ・モニター上の作業イメージのまま、必ずしも正確にプリントが得られるとは限りません。
- ・プリントを得る前に、プリントプレビューで確認する必要があります。
- ・モニター用とプリンタ用とは、フォントが同じでは無いことが一つの原因です。
- ・EXCEL本体の印刷機能は、MS-Wordなどのような高度な編集機能がありません。
- ・他のドキュメントと組み合わせたいときは、PDFファイルに落として編集します。
- ・ただし、PDFファイルに落とすには、アドインソフトのダウンロードが必要です。
- ・ページ番号は、オリジナルシートでは入れていませんので、ユーザ側で挿入します。
- ・PDFファイルの集合で、全体ページを通して挿入することができます。

参考文献など

- ・「鋼道路橋の合成桁設計施工指針・S34年」 日本道路協会
- ・計算手法については、「橋梁&都市PROJECT」2009年8,9,10月号を参照してください。
- ・全般的な解説はインターネットで閲覧できるように準備中です。
- ・「合成桁の理論と設計」、島田静雄・高木録郎、昭和61年、山海堂

目 次

- 1 設計条件
 - 1.1 橋梁データ
 - 1.2 一般寸法
 - 1.3 床組断面寸法
 - 1.4 自動車荷重諸元
 - 1.5 雪荷重
 - 1.6 風荷重
- 2 床版の計算
 - 2.1 荷重の計算
 - 2.1.1 死荷重
 - 2.1.2 自動車荷重
 - 2.1.3 雪荷重
 - 2.1.4 衝撃係数
 - 2.2 応力の計算
 - 2.2.1 死荷重
 - 2.2.2 自動車荷重
 - 2.2.3 雪荷重
 - 2.2.4 衝撃荷重
 - 2.2.5 応力の集計
 - 2.3 断面計算
- 3 主桁の計算
 - 3.1 格子構造の剛度
 - 3.1.1 主桁の剛度
 - 3.1.2 死荷重に対する分配係数
 - 3.2 荷重横分配係数
 - 3.2.1 分配横桁の剛度
 - 3.2.2 格子曲げ剛度
 - 3.2.3 荷重横分配係数計算結果
 - 3.2.4 外桁の影響値及び影響面積
 - 3.2.5 内桁の影響値及び影響面積
 - 3.3 荷重の計算
 - 3.3.1 ハンチの重量
 - 3.3.2 全橋死荷重
 - 3.3.3 自動車荷重
 - 3.3.4 雪荷重
 - 3.3.5 衝撃係数
 - 3.3.6 外桁に作用する荷重
 - 3.3.7 内桁に作用する荷重
 - 3.4 応力の計算
 - 3.4.1 影響線
 - 3.4.2 外桁
 - 3.4.3 内桁
 - 3.4.4 応力の集計
 - 3.5 応力度の計算
 - 3.6 たわみの計算
 - 3.7 補剛材の計算
 - 3.7.1 端補剛材
 - 3.7.2 中間補剛材間隔
 - 3.7.3 中間補剛材
 - 3.7.4 水平補剛材
- 4 横構の計算その他
 - 4.1 地震荷重
 - 4.2 風荷重
 - 4.3 下横構
 - 4.4 対傾構の計算
 - 4.5 積算鋼材重量
 - 4.5.1 主桁および横桁

- 4.5.2 下横構質量
- 4.5.3 対傾構質量
- 4.5.4 端対傾構質量
- 4.5.5 鋼材質量の集計



設計条件入力と結果のまとめ： SGNC3S31V00

XXX橋 再現設計計算書

YYYY年Z月

作成：ABCコンサルタント

路線名
所在地
橋名
竣工
上部工：

県道DD-E E線
XX市下YY町地内
XXX橋
昭和37年3月

形式 単純鋼板桁橋（溶接橋）
橋長 32.8m
支間長 32.0m
有効幅員 7.0m
舗装 アスファルト舗装 t=50mm
適用示方書 鋼道路橋設計示方書・建設省道路局 昭和31年

必要に応じて一般図を挿入する

一般寸法

桁長	Lo =	32.500	m	
支間長	L =	32.000	m	
幅員 車道	B =	7.000	m	
地覆幅	bcl =	0.500	m	
全幅員	bcr =	8.000	m	
床版厚	ts =	0.220	m	
舗装	tp =	0.050	m	アスファルト舗装
高欄重量	hwl =	0.050	tf/m	鋼製高欄
左高欄荷重作用位置	dhl =	0.315	m	地覆内側よりの距離
地覆内側高さ	hl =	0.250	m	
主桁本数	ng =	3	本	
主桁間隔	ps =	3.000	m	
ウェブ高	hw =	1.800	m	
ウェブ厚	tw =	9	mm	
床版張出長	ctl =	1.000	m	
最小上フランジ幅	bm =	0.320	m	外桁内桁共通
上フランジの固定長さ	Lf =	5.400	m	中間対傾構間隔
ハンチ高	hc =	0.050	m	ウェブ上端よりの高さ

荷重

1 : 活荷重 (一等橋TL20)

2 : 活荷重 (二等橋TL14)

橋梁タイプ = 1

重力の加速度	G	=	9.8	m/sec ²	
基本線荷重			5.000	tf/m	
基本等分布荷重			0.350	tf/m ²	
自動車	前輪荷重	Pf	=	2.000	tf
	後輪荷重	Pr	=	8.000	tf
	車体幅			2.750	m
	車体長			7.000	m
	車輪間隔			1.750	m
	後輪接地幅			0.500	m
	軸方向接地長			0.200	m
	前輪位置			1.000	m
	前後輪間距離			4.000	m
	後輪位置			2.000	m

雪荷重 0.000 tf/m²

仮定鋼材重量 車道幅員に対して wg = 0.180 tf/m²

材料の単位重量 鉄筋コンクリート $\gamma_r = 2.50$ tf/m³
 コンクリート $\gamma_c = 2.40$ tf/m³
 アスファルト舗装 $\gamma_p = 2.30$ tf/m³

材料の許容応力度

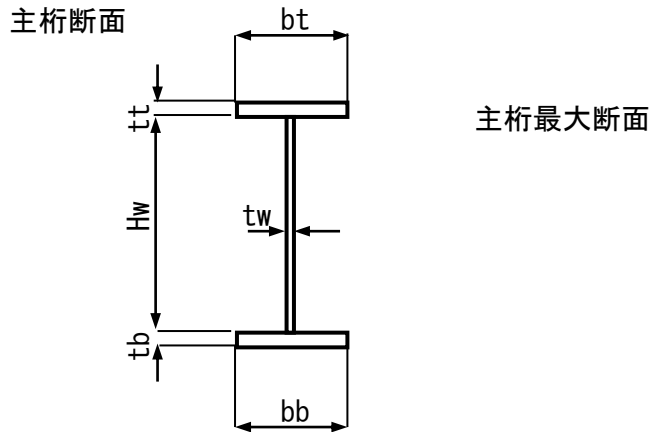
鋼材	鋼材のせん断応力度	SS41	$\tau_a =$	800	kgf/cm ²
	do	SM50	$\tau_a =$	1100	kgf/cm ²
	鋼材の圧縮応力度	SS41	$\sigma_{ca} =$	1200	kgf/cm ²
	do	SM50	$\sigma_{ca} =$	1800	kgf/cm ²
	鋼材の引張応力度	SS41	$\sigma_{ta} =$	1300	kgf/cm ²
	do	SM50	$\sigma_{ta} =$	1900	kgf/cm ²

床版コンクリート	圧縮強度	$\sigma_{ck} =$	210.0	kgf/cm ²
	曲げ圧縮応力度= $\sigma_{ck}/3$	$\sigma_{ca} =$	70.0	kgf/cm ²
	せん断応力度	$\tau_a =$	8.0	kgf/cm ²
	鉄筋の引張応力度	$\sigma_{ta} =$	1400	kgf/cm ²

鋼材のヤング係数 $E_s = 2100000$ kgf/cm²

提案断面

鉄筋コンクリート床版	断面の幅	100.0	cm
	かぶり	4.0	cm
	鉄筋径	D 19	
	主鉄筋間隔	15.0	cm
	鉄筋 1本あたり断面積	2.865	cm ²
	ヤング係数比	15	



主 桁	単位	外桁		内桁		材質
上フランジ	mm	560	32	420	25	SM50
腹板	mm	1800	9	1800	9	SM50
下フランジ	mm	520	32	420	22	SM50

横 桁	単位	断面	
上フランジ	mm	250	12
腹板	mm	1400	9
下フランジ	mm	250	12

計算応力度の総括 (単位 : kgf/cm²)

鉄筋コンクリート床版		支間部	支点部	張出部	許容応力度
コンクリート	σ_c	48.8	36.8	33.8	70
鉄筋	σ_s	1088	925	850	1400

主桁

	単位	外桁	内桁
$\sigma_{su} = M_s / Z_u$	kgf/cm ²	1778	1730
σ_{ca}	kgf/cm ²	1800	
$\sigma_{sl} = M_s / Z_l$	kgf/cm ²	1869	1849
σ_{ta}	kgf/cm ²	1900	
$\tau = S / A_w$	kgf/cm ²	503	310
τ_a	kgf/cm ²	1100	

橋の剛性

項 目	記号	単位	外桁	内桁
死荷重	Md	tf-m	368.6	229.3
曲げ剛性	E I _s	tf-m ²	700239	435702
死たわみ	δ_{ds}	mm	0.056	0.056
活荷重	ML	tf-m	228.1	138.8
活たわみ	δ_l	mm	0.035	0.034
許容たわみ	δ_a	mm	0.053	0.053

XXX橋 再現設計計算書

YYYY年Z月

作成：ABCコンサルタント

1 設計条件

1.1 橋梁データ

路線名

県道DD-E E線

所在地

XX市下YY町地内

橋名

XXX橋

竣工

昭和37年3月

上部工：

形式

単純鋼板桁橋（溶接橋）

橋長

32.8m

支間長

32.0m

有効幅員

7.0m

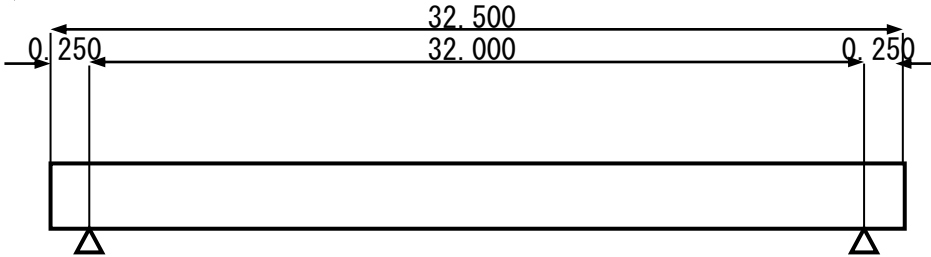
舗装

アスファルト舗装 t=50mm

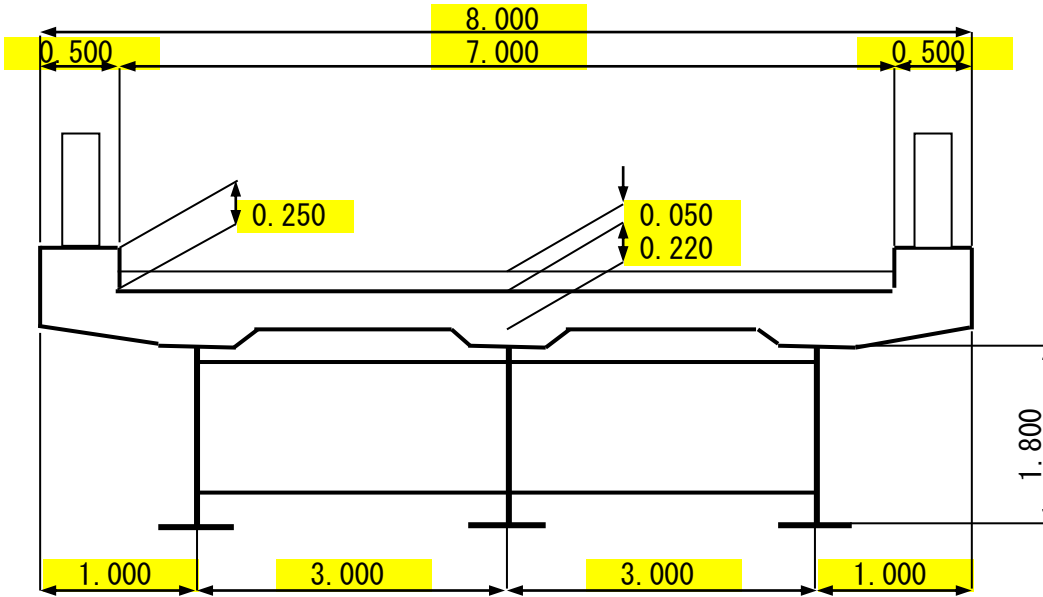
適用示方書

鋼道路橋設計示方書・建設省道路局 昭和31年

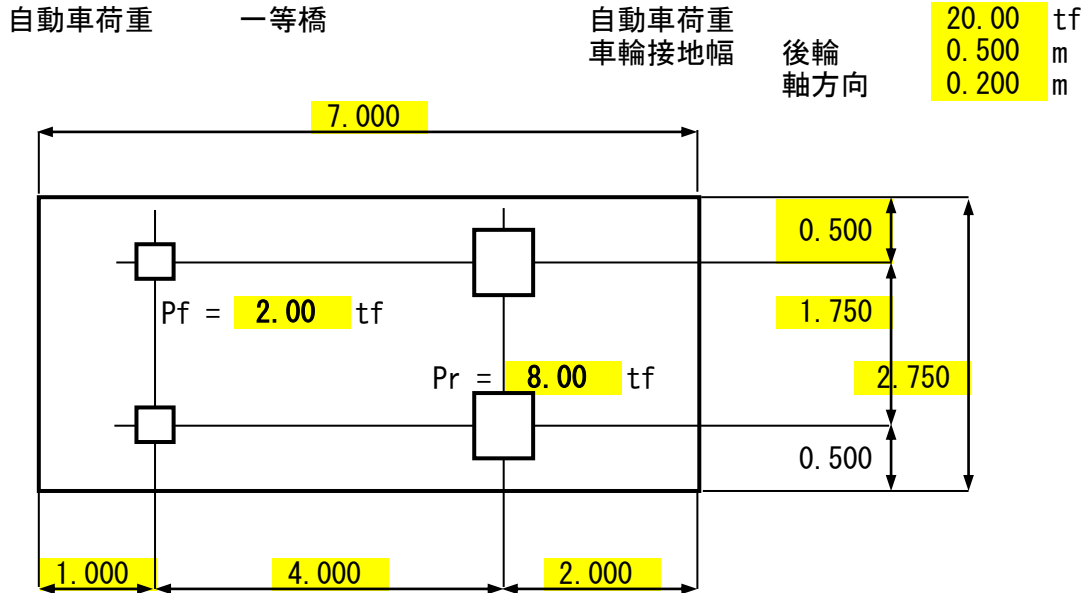
1.2 一般寸法



1.3 床組断面寸法



1.4 自動車荷重諸元



L 荷重係数 $\alpha = 1 - (W - 5.5) / 50 = 0.970$
 α は 0.75 以上 1.00 以下 とする。 $\alpha = 0.970$

L 荷重
 一等橋 線荷重 $P = 5.00 \times 0.970 = 4.85 \text{ tf/m}$
 等分布荷重 $p = 0.35 \times 0.970 = 0.34 \text{ tf/m}^2$

1.5 雪荷重 $= 0.00 \text{ tf/m}^2$

1.6 風荷重
 橋軸方向の長さ 1 m につき
 上路プレートガード $240 + (450 \times h) \geq 600 \text{ kgf/m}$
 注: h = 主桁の高さ (m)

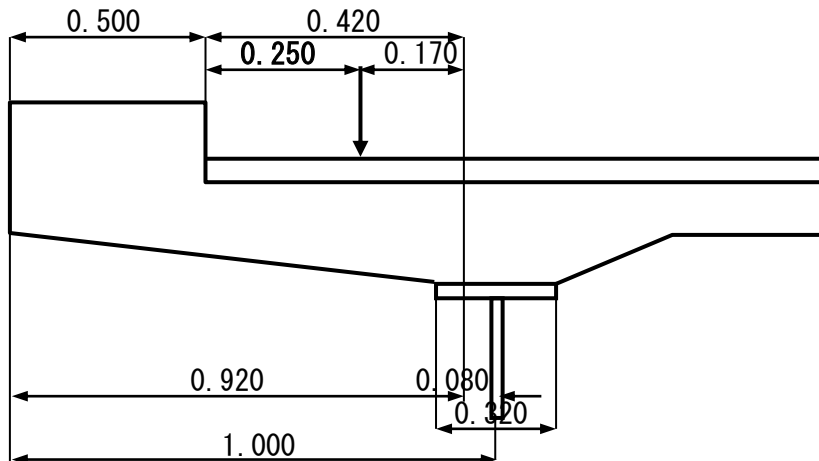
2 床版の計算

2.1 荷重の計算

2.1.1 死荷重 単位幅(1m) 当たりで計算を行う。

張出部床版

高欄	0.050			=	0.05	tf
地覆	0.500	x	0.250	x	2.50	= 0.31 tf



舗装	0.050		x	2.30	=	0.12	tf/m
	P = 0.120		x	0.420	=	0.05	tf
床版 (張出し先端)	0.220		x	2.50	=	0.55	tf/m
P =	0.55	x	0.920	/	2	= 0.25	tf
床版 (張出し固定)	上フランジ厚					0.012	m
固定部の床版厚	0.220	+	0.050	-	0.012	= 0.258	m
	0.258		x	2.50	=	0.65	tf/m
P =	0.65	x	0.920	/	2	= 0.30	tf

支間部床版

舗装	0.050		x	2.30	=	0.12	tf/m
床版	0.220		x	2.50	=	0.55	tf/m
	舗装+床版				合計 =	0.67	tf/m

2.1.2 自動車荷重 後輪荷重 8.00 tf

2.1.3 雪荷重 0.00 tf/m

2.1.4 衝撃係数

支間部支間長		L =	3.000	m
衝撃係数	$i = 20 / (50 + L)$		=	0.377

左張出部支間長 L = 0.170 m

張出部の支間長は外桁のフランジ幅を考慮している。

衝撃係数 $i = 20 / (50 + L)$ = 0.399

2.2 応力の計算

床版の計算は規定によりせん断力に対しては考慮しない。

2.2.1 死荷重

曲げモーメント

支間部	0.67	x	3.000	^{2/}	10	=	0.60	tf-m
支点部	0.67	x	3.000	^{2/}	8	=	0.75	tf-m
張出部								
高欄	0.05	x	0.735			=	0.04	tf-m
地覆	0.31	x	0.670			=	0.21	tf-m
舗装	0.05	x	0.420	/	2	=	0.01	tf-m
床版先端三角	0.25	x	0.920	x	2 / 3	=	0.15	tf-m
床版固定三角	0.30	x	0.920	/	3	=	0.09	tf-m
					合計		0.50	tf-m

2.2.2 自動車荷重

輪荷重による曲げモーメント (床版は連続版とする)

	後輪荷重	P = 8.00	tf					
支間部		L = 3.000	m	M =	1.88	tf-m		
支点部		支間部と同じ		M =	1.88	tf-m		
張出部		L = 0.170	m	M =	1.84	tf-m		

2.2.3 雪荷重

曲げモーメント

支間部	0.00	x	3.000	^{2/}	10	=	0.00	tf-m
支点部	0.00	x	3.000	^{2/}	8	=	0.00	tf-m
張出部	0.00	x	0.920	^{2/}	2	=	0.00	tf-m

2.2.4 衝撃荷重

衝撃係数	支間部	i = 0.377						
	張出部	i = 0.399						
曲げモーメント	支間部	1.88	x	0.377	=	0.71	tf-m	
	支点部	1.88	x	0.377	=	0.71	tf-m	
	張出部	1.84	x	0.399	=	0.73	tf-m	

2.2.5 応力の集計

曲げモーメント

tf-m	支間部	支点部	張出部
死荷重	0.60	0.75	0.50
自動車荷重	1.88	1.88	1.84
雪荷重	0.00	0.00	0.00
衝撃荷重	0.71	0.71	0.73
合計	3.19	3.34	3.07

2.3 断面計算

軸力のない長方形断面の一般式

中立軸の位置

$$X = -\frac{n (A_s + A_s')}{b} + \left[\left(\frac{n (A_s + A_s')}{b} \right)^2 - \frac{2n}{b} \times (d A_s + d' A_s') \right]^{0.5}$$

コンクリートの断面係数

$$K_c = \frac{bX}{2} \left(d - \frac{X}{3} \right) + nA_s' \frac{X - d'}{X} (d - d')$$

鉄筋の断面係数

$$K_s = \frac{1}{n} \times \frac{X}{d - X} \times K_c$$

	単位	支間部	支点部	張出部
曲げモーメント	tf-m	3.19	3.34	3.07
断面の高さ	cm	22.0	25.8	25.8
かぶり	cm	4.0	4.0	4.0
断面の有効高	cm	18.0	21.8	21.8
断面の幅	cm	100.0	100.0	100.0
ヤング係数比		15	15	15
主鉄筋間隔	cm	15.0	15.0	15.0
主鉄筋本数	本	6.67	6.67	6.67
主鉄筋径	mm	D16	D16	D16
主鉄筋1本当たりの断面積	cm ²	2.865	2.865	2.865
引張側の鉄筋量 A _s	cm ²	19.110	19.110	19.110
圧縮側の鉄筋量 A _s '	cm ²	9.555	9.555	9.555
鉄筋量の合計 A _o =A _s +A _s '	cm ²	28.665	28.665	28.665
A1 = n A _o / b	cm	4.300	4.300	4.300
A2 = 2 n / b	1/m	0.300	0.300	0.300
A3 = dA _s + d' A _s '	cm ³	382.2	454.8	454.8
A4 = A2 x A3	cm ²	114.7	136.4	136.4
Root	cm ²	133.1	154.9	154.9
A5 = √Root	cm	11.539	12.447	12.447
中立軸の位置 X	cm	7.24	8.15	8.15
B1 = bX / 2	cm	362.0	407.4	407.4
B2 = d - X/3	cm	15.587	19.084	19.084
B3 = B1x B2	cm ²	5641.9	7774.4	7774.4
B4 = nA _s '	cm ²	143.3	143.3	143.3
B5 = (X - d') / X	-	0.447	0.509	0.509
B6 = d - d'	cm	14.000	17.800	17.800
B7 = B4 x B5 x B6	cm ³	897.8	1298.7	1298.7
コンクリートの断面係数 K _c	cm ³	6540	9073	9073
C1 = X / n (d - X)	-	0.0448	0.0398	0.0398
鉄筋の断面係数 K _s	cm ³	293.3	361.0	361.0
σ _c	kgf/cm ²	48.8	36.8	33.8
σ _{ca}	kgf/cm ²	70	70	70
σ _s	kgf/cm ²	1088	925	850
σ _{sa}	kgf/cm ²	1400	1400	1400

3 主桁の計算

3.1 格子構造の剛度

3.1.1 主桁の剛度 (鋼断面)

外桁

断	面	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
1 - Flg	560 x 32 =	179.20	-91.60	-16415	1503614	-
1 - Web	1800 x 9 =	162.00	-	-	-	437400
1 - Flg	520 x 32 =	166.40	91.60	15242	1396167	-
Σ		507.60	-	-1173	2899781	437400
					Σ I =	3337181
e = -1173 / 507.60 = -2.31 cm					Σ A e ² =	-2709
					Σ I =	3334472

断面係数

$$y_u = -90.00 - 3.2 - (-2.31) = -90.89 \text{ cm}; \quad Z_u = -36687 \text{ cm}^3$$

$$y_l = 90.00 + 3.2 - (-2.31) = 95.51 \text{ cm}; \quad Z_l = 34912 \text{ cm}^3$$

内桁

断	面	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
1 - Flg	420 x 25 =	105.00	-91.25	-9581	874266	-
1 - Web	1800 x 9 =	162.00	-	-	-	437400
1 - Flg	420 x 22 =	92.40	91.10	8418	766880	-
Σ		359.40	-	-1163	1641146	437400
					Σ I =	2078546
e = -1163 / 359.40 = -3.24 cm					Σ A e ² =	-3773
					Σ I =	2074773

断面係数

$$y_u = -90.00 - 2.5 - (-3.24) = -89.26 \text{ cm}; \quad Z_u = -23244 \text{ cm}^3$$

$$y_l = 90.00 + 2.2 - (-3.24) = 95.44 \text{ cm}; \quad Z_l = 21739 \text{ cm}^3$$

3.1.2 死荷重に対する分配係数

主桁に作用する全死荷重分は、主桁の剛度の比で分配する

		I (m ⁴)	剛比	分配係数
主桁	外桁	0.03334	1.607	0.381
	内桁	0.02075	1.000	0.237
Σ =			4.214	

3.2 荷重横分配係数

3.2.1 分配横桁の剛度

断	面	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
1	Flg 250 x 12 =	30.00	-70.60	-2118	149531	-
1	Web 1400 x 9 =	126.00	-	-	-	205800
1	Flg 250 x 12 =	30.00	70.60	2118	149531	-
Σ		186.00	-	0	299062	205800
e = ΣF / ΣA				Σ I =		504862
e = 0 / 186.00 = 0.00 cm				Σ Ae ² =		0
				Σ I =		504862

3.2.2 格子曲げ剛度

		I (m ⁴)	剛 比
主 桁	外桁	0.03334	1.607
	内桁	0.02075	1.000
横 桁		0.00505	-

$$Z = \frac{I_0}{I} \left[\frac{L}{2a} \right]^3$$

I₀ : 横桁の断面二次モーメント

I : 内桁の断面二次モーメント

L : 主桁の支間長 = 32.000 m

a : 主桁間隔 = 3.000 m

$$= \frac{0.00505}{0.02075} \left[\frac{32.000}{2 \times 3.000} \right]^3 = 36.91$$

3.2.3 荷重横分配係数計算結果

	ka	kb	kc	Σ
ka	0.884	0.374	-0.116	1.141
kb	0.232	0.253	0.232	0.718
kc	-0.116	0.374	0.884	1.141
Σ	1.000	1.000	1.000	3.000

3.2.4 外桁の影響値及び影響面積

主桁間隔 3.000 m

車道幅員 7.000 m

影響値 = 0 の位置

ライン位置	L0	L5.5	Ga	Gb	Gc	Lb	Lm
X値	0.000	5.500	0.500	3.500	6.500	7.000	5.788
影響値	0.969	0.047	0.884	0.374	-0.116	-0.170	0.000

L荷重による影響値面積

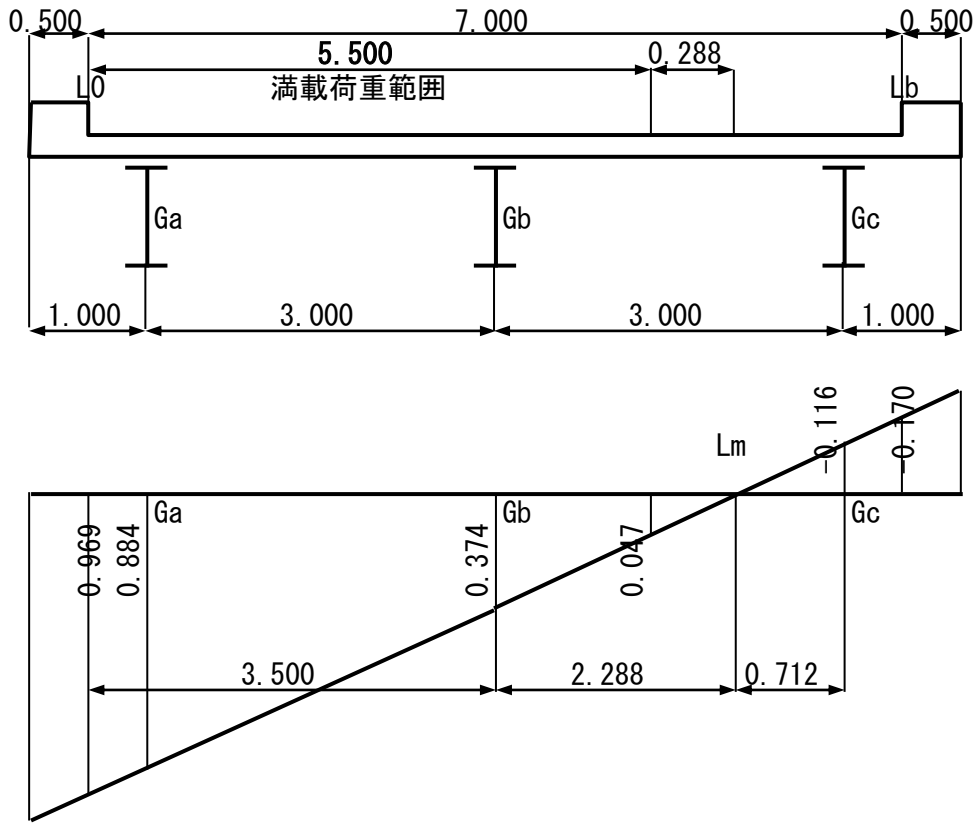
	区間	A
L満載	L0~L5.5	2.770
L半載	L5.5~Lm	0.007
合計	L0~Lm	2.777
線荷重	L0~Lm	2.773
等分布	L0~Lm	2.773

X値の原点は左側地覆内側とする。

L0 : 車道左側端

L5.5 : 満載半載の境界位置

Lb : 車道右側端



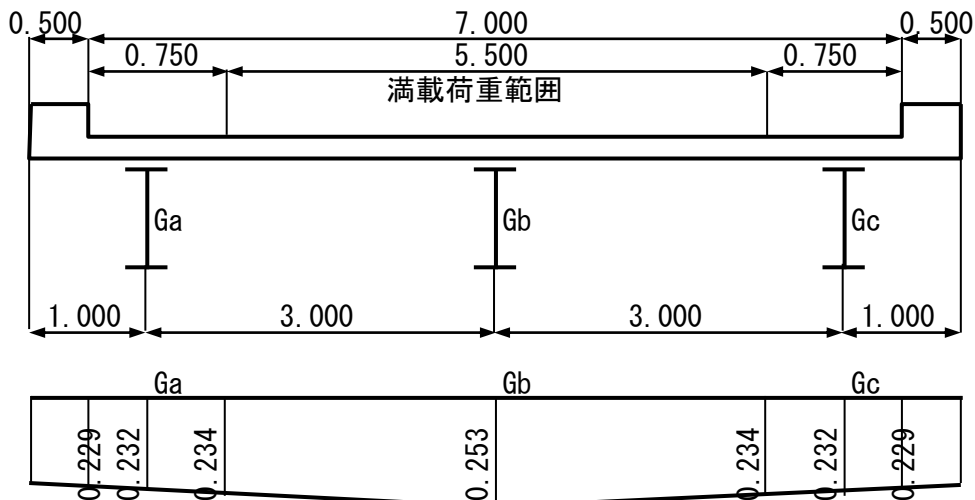
3.2.5 内桁の影響値及び影響面積

ライン位置	L0	L左	L右	Ga	Gb	Gc	Lb
X値	0.000	0.750	6.250	0.500	3.500	6.500	7.000
影響値	0.229	0.234	0.234	0.232	0.253	0.232	0.229

L荷重による影響値面積

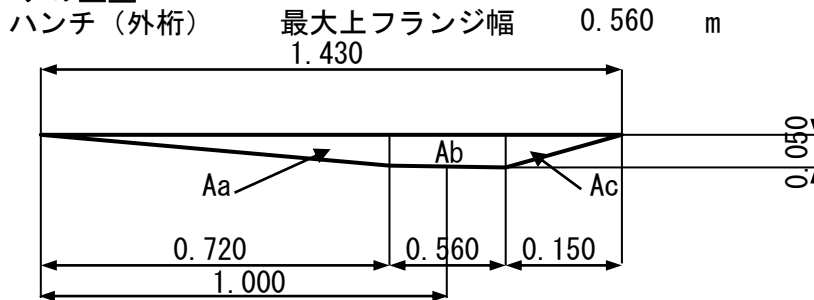
	区間	A
L半載	L0~L左	0.174
L満載	L左~L右	1.339
L半載	L右~Lb	0.174
合計	L0~Lb	1.686
線荷重	L0~Lb	1.513
等分布	L0~Lb	1.513

L左 : 満載荷重左端
L右 : 満載荷重右端



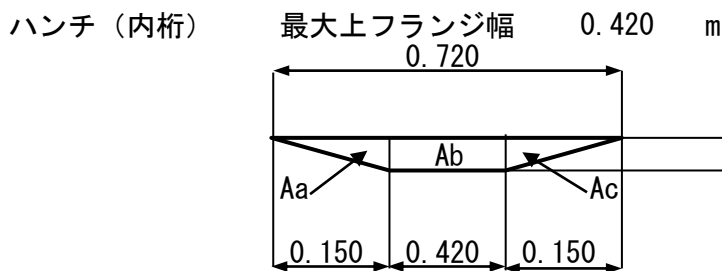
3.3 荷重の計算

3.3.1 ハンチの重量



$$\begin{aligned}
 Aa &= 0.720 \times 0.050 / 2 = 0.018 \text{ m}^2 \\
 Ab &= 0.560 \times 0.050 = 0.028 \text{ m}^2 \\
 Ac &= 0.150 \times 0.050 / 2 = 0.004 \text{ m}^2 \\
 \Sigma A &= 0.05 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

外桁ハンチの重量 $w_{ha} = 0.05 \times 2.50 = 0.13 \text{ tf/m}$



$$\begin{aligned}
 Aa &= 0.150 \times 0.050 / 2 = 0.004 \text{ m}^2 \\
 Ab &= 0.420 \times 0.050 = 0.021 \text{ m}^2 \\
 Ac &= 0.150 \times 0.050 / 2 = 0.004 \text{ m}^2 \\
 \Sigma A &= 0.029 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

内桁ハンチの重量 $w_{hb} = 0.029 \times 2.50 = 0.07 \text{ tf/m}$

3.3.2 全橋死荷重

床版	0.55	x	8.000	=	4.400	tf/m
ハンチ (外桁)	0.13	x	2	=	0.260	tf/m
ハンチ (内桁)	0.07	x	1	=	0.070	tf/m
鋼材重量	0.18	x	7.000	=	1.260	tf/m
高欄	0.05	x	2	=	0.100	tf/m
地覆	0.31	x	2	=	0.620	tf/m
舗装	0.12	x	7.000	=	0.840	tf/m
				$\Sigma =$	7.550	tf/m

3.3.3 自動車荷重

L荷重	線荷重	4.85	tf/m
	等分布荷重	0.34	tf/m ²

3.3.4 雪荷重

0.00 tf/m²

3.3.5 衝撃係数

L = 32.000 m 0.244

3.3.6 外桁に作用する荷重

			単位	荷重強度	影響値	荷重
死荷重			tf/m	7.55	0.381	2.88
活荷重	L荷重	線荷重	tf/m	4.85	2.777	13.47
		等分布	tf/m ²	0.34	2.777	0.94
雪荷重			tf/m ²	0.00	0.381	0.00

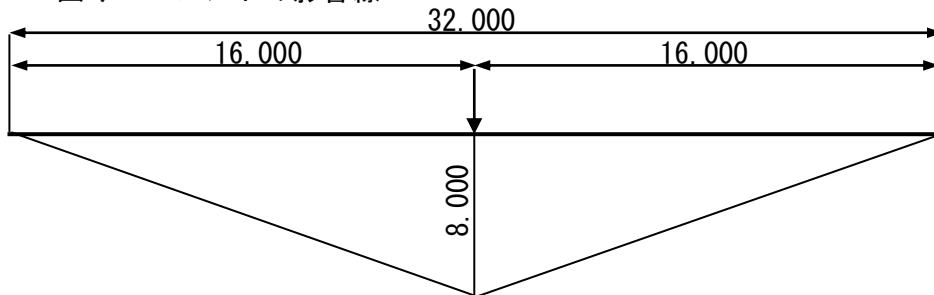
3.3.7 内桁に作用する荷重

			単位	荷重強度	影響値	荷重
死荷重			-	7.55	0.237	1.79
活荷重	L荷重	線荷重	tf/m	4.85	1.686	8.18
		等分布	tf/m ²	0.34	1.686	0.57
雪荷重			tf/m ²	0.00	0.237	0.00

3.4 応力の計算

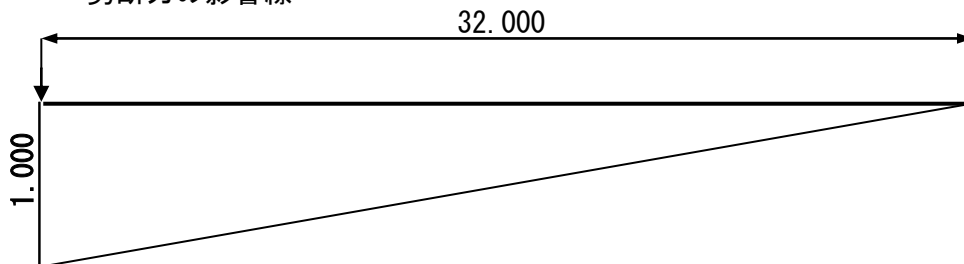
3.4.1 影響線

曲げモーメントの影響線



$$A = 8.000 \times 32.000 / 2 = 128.000 \text{ m}^2$$

剪断力の影響線



$$A = 1.000 \times 32.000 / 2 = 16.000 \text{ m}^2$$

3.4.2 外桁

曲げモーメント

			単位	荷重	影響値	M (tf-m)
死荷重			tf/m	2.88	128.000	368.64
活荷重	L荷重	線荷重	tf/m	13.47	8.000	107.76
		等分布	tf/m ²	0.94	128.000	120.32
		合計			Σ =	228.08
雪荷重			tf/m ²	0.00	128.000	0
衝撃					0.244	55.65

剪断力

		単位	荷重	影響値	S (tf)	
死荷重		tf/m	2.88	16.000	46.08	
活荷重	L荷重	線荷重	tf/m	13.47	1.000	13.47
		等分布	tf/m ²	0.94	16.000	15.04
		合計			Σ=	28.51
雪荷重		tf/m ²	0.00	16.000	0.00	
衝撃				0.244	6.96	

3.4.3 内桁

曲げモーメント

		単位	荷重	影響値	M (tf-m)	
死荷重		tf/m	1.79	128.000	229.31	
活荷重	L荷重	線荷重	tf/m	8.18	8.000	65.43
		等分布	tf/m ²	0.57	128.000	73.39
		合計			Σ=	138.83
雪荷重		tf/m ²	0.00	128.000	0.00	
衝撃				0.244	33.87	

剪断力

		単位	荷重	影響値	S (tf)	
死荷重		tf/m	1.79	16.000	28.66	
活荷重	L荷重	線荷重	tf/m	8.18	1.000	8.18
		等分布	tf/m ²	0.57	16.000	9.17
		合計			Σ=	17.35
雪荷重		tf/m ²	0.00	16.000	0.00	
衝撃				0.244	4.23	

3.4.4 応力の集計

曲げモーメント

	単位	Ga	Gb
死荷重	tf-m	368.64	229.31
活荷重	tf-m	228.08	138.83
雪荷重	tf-m	0.00	0.00
衝撃	tf-m	55.65	33.87
合計	tf-m	652.37	402.02

剪断力

	単位	Ga	Gb
死荷重	tf	46.08	28.66
活荷重	tf	28.51	17.35
雪荷重	tf	0.00	0.00
衝撃	tf	6.96	4.23
合計	tf	81.55	50.25

最大反力 Rmax = 81.55 tf

3.5 応力度の計算

	単位	Ga	Gb
M	tf-m	652.37	402.02
S	tf	81.55	50.25
上フランジ幅	m	0.560	0.420
L / b	-	9.64	12.86
$\sigma_{su} = Ms / Zu$	kgf/cm ²	-1778	-1730
σ_{ca}	kgf/cm ²	1800	
$\sigma_{sl} = Ms / Zsl$	kgf/cm ²	1869	1849
σ_{ta}	kgf/cm ²	1900	
$\tau = S / Aw$	kgf/cm ²	503	310
τ_a	kgf/cm ²	1100	

注 上フランジの固定長さ L = 5.400 m

$$Ga \quad \sigma_{ca} = 1800 - 1.1 (9.64)^2 = 1698 \quad \text{kgf/cm}^2$$

$$Gb \quad \sigma_{ca} = 1800 - 1.1 (12.86)^2 = 1618 \quad \text{kgf/cm}^2$$

3.6 たわみの計算

一般式

$$\delta = \frac{5 M L^2}{48 E I}$$

$$L = 32.000 \quad \text{m}$$

$$E = 2100000 \quad \text{kgf/cm}^2$$

たわみの許容値

$$\delta_a = L / 600 = 0.0533 \quad \text{m}$$

死荷重によるたわみ

	単位	Ga	Gb
I _s	m ⁴	0.03334	0.02075
E I _s	tf-m ²	700239	435702
M _{sd}	tf-m	368.6	229.3
δ_{sd}	m	0.056	0.056
M _l	tf-m	228.1	138.8
δ_l	m	0.035	0.034
δ_a	m	0.053	0.053

3.7 補剛材の計算

3.7.1 端補剛材

端補剛材の計算には、最大反力を用いる。

最大反力	Rmax	=	81.55	tf
腹板の高さ	Hw	=	1800	mm
腹板の厚さ	tw	=	9	mm
鋼材の材質			SM41	

端補剛材の幅	1800	/	30	+	50	=	115	mm
					採用幅	=	170	mm
端補剛材の厚さ			170	/	12.5	=	14	mm
					採用厚	=	14	mm

端補剛材の有効断面積

$$\begin{aligned}
 Ae &= 24 \text{ tw} + \text{補剛材断面積} \\
 &= 24 \times 0.9 + 2 \times 17.0 \times 1.4 \\
 &= 69.2 \text{ cm}^2 \\
 Ie &= 34.9^3 \times 0.9 / 12 = 3188 \text{ cm}^4 \\
 r &= \sqrt{Ie / Ae} \\
 &= \sqrt{3188 / 69.2} = 6.79 \text{ cm} \\
 L / r &= 90 / 6.79 = 13.26 \\
 \sigma_{ca} &= 1200 - 0.05 \times 13.26^2 = 1191 \text{ kgf/cm}^2 \\
 \sigma_c &= 81546.4 / 69.20 = 1178 \text{ kgf/cm}^2
 \end{aligned}$$

3.7.2 中間補剛材間隔

$$\begin{aligned}
 d &= 3000 \frac{tw}{\sqrt{\frac{S}{Aw}}} \\
 &= 3000 \frac{0.9}{\sqrt{\frac{81546}{162.0}}} = 120.3 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

3.7.3 中間補剛材

中間補剛材の幅	b	=	115	mm
中間補剛材の厚さ	t	=	10	mm

中間補剛材の剛度

$$I_m = 11.5^3 \times 1.0 / 3 = 507 \text{ cm}^4$$

中間補剛材の必要剛度

$$\begin{aligned}
 I_{req} &= 3.75 (hw / d)^3 \times b t^3 / 11 \\
 &= 3.75 (180 / 120.3)^3 \times 11.5 \times 1.0^3 / 11 \\
 &= 13.1 \text{ cm}^4 < 507 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

3.7.4 水平補剛材

水平補剛材の幅	b	=	100	mm
水平補剛材の厚さ	t	=	9	mm
ウェブの高さ	Lw	=	1800	mm

水平補剛材の剛度

$$I_m = 10.0^3 \times 0.9 / 3 = 300 \text{ cm}^4$$

水平補剛材の必要剛度

$$\begin{aligned}
 I_{req} &= Lw t^3 (2.4 d^2 / Lw^2 - 0.13) \\
 &= 180 \times 0.9^3 (2.4 \times 120.3^2 / 180^2 - 0.13) \\
 &= 123.7 \text{ cm}^4 < 300 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

4 横構の計算その他

4.1 地震荷重

地震時水平力 (下横構に作用すると考える)

$$\begin{aligned} \text{死荷重} &= 7.55 \text{ tf/m} \\ \text{地震時水平力} &= 7.55 \times 0.20 = 1.510 \text{ tf/m} \end{aligned}$$

4.2 風荷重

橋軸方向の長さ1mにつき

$$\text{上路プレートガード} \quad 240 + (450 \times h) \geq 600 \text{ kgf/m}$$

注: $h = \text{主桁の高さ(m)}$ $h = 1.800 \text{ m}$

$$\text{風荷重} \quad w = 240 + 450 \times 1.800 = 1.050 \text{ tf/m}$$

許容応力度で除した荷重強度

$$\begin{aligned} \text{地震時} \quad 1.510 / 1.80 &= 0.84 \text{ tf/m} \\ \text{風荷重} \quad 1.050 / 1.25 &= 0.84 \text{ tf/m} \\ \text{最大荷重} &= 0.84 \text{ tf/m} \end{aligned}$$

4.3 下横構

$$\text{主桁間隔} = 3.000 \text{ m}$$

$$\text{対傾構間隔} \quad 16.000 - 10.80 = 5.200 \text{ m}$$

下横構は引張部材として計算する。

部材長

$$L_t = [(3.000)^2 + (2.600)^2]^{0.5} = 3.970 \text{ m}$$

最大水平反力

$$R = 0.84 \times 32.000 / 2 = 13.44 \text{ tf}$$

最大水平反力を2部材で受け持たせるものとする。

$$\begin{aligned} P &= (13.44 / 2) \times 3.970 / 3.000 \\ &= 8.89 \text{ tf} \end{aligned}$$

使用断面

$$L - 100 \times 100 \times 10$$

$$r_x = 3.03 \text{ cm}$$

$$A_s = 19.0 \text{ cm}^2 \quad w = 14.9 \text{ kgf/m}$$

$$L/r_x = 357.3 / 3.03 = 117.9 < 240$$

$$\sigma_{ta} = 1300 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_t = 8890 / 19.0 = 468 \text{ kgf/cm}^2$$

4.4 対傾構の計算

$$\text{最大水平力} = 0.840 \text{ tf/m}$$

$$\text{主桁間隔} = 3.000 \text{ m}$$

$$\text{最大対傾構間隔} = 5.400 \text{ m}$$

$$\text{対傾構トラス骨組み高さ(横桁の高さ)} = 1.400 \text{ m}$$

斜材の骨組み長さ

$$L_s = [(1.500)^2 + (1.400)^2]^{0.5} = 2.052 \text{ m}$$

水平部材に作用する荷重

$$F = 0.840 \times 5.400 = 4.54 \text{ tf}$$

斜材に作用する荷重

$$P = 4.54 \times 2.052 / 1.500 = 6.20 \text{ tf}$$

水平部材の断面計算

$$L - 100 \times 100 \times 10$$

$$r_x = 3.03 \text{ cm}$$

$$A_s = 19.0 \text{ cm}^2 \quad w = 14.9 \text{ kgf/m}$$

$$L/r_x = 300.0 / 3.03 = 99.0 < 150$$

$$\sigma_{ca} = 1200 - 0.05 \times 99.0^2 = 710 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_c = 4536 / 19.0 = 239 \text{ kgf/cm}^2$$

斜材の断面計算

$$L - 100 \times 100 \times 10$$

$$r_x = 3.03 \text{ cm}$$

$$A_s = 19.0 \text{ cm}^2 \quad w = 14.9 \text{ kgf/m}$$

$$L/r_x = 205.2 / 3.03 = 67.7 > 150$$

$$\sigma_{ca} = 1200 - 0.05 \times 67.7^2 = 971 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_c = 6205 / 19.0 = 327 \text{ kgf/cm}^2$$

4.5 積算鋼材重量

4.5.1 主桁および横桁

$$= 32.500 \text{ m}$$

		A (cm ²)	W (t/m)	L (m)	本数	W (t)
主桁	Ga	507.60	0.398	32.500	1	13.0
	Gb	359.40	0.282	32.500	1	9.2
	Gc	507.60	0.398	32.500	1	13.0
分配横桁		186.00	0.146	3.000	2	0.9
					Σ =	35.9

4.5.2 下横構質量

端部下横構

$$\begin{aligned} \text{単位長さ当たりの質量} &= 14.9 \text{ kg/m} \\ \text{部材長さ} &= 3.970 \text{ m} \\ \text{1本当たりの質量} &= 14.9 \times 3.970 = 59.2 \text{ kg} \\ \text{部材本数} &= 4 \times 2 = 8 \text{ 本} \\ \text{下横構質量} &= 0.059 \times 8 = 0.5 \text{ t} \end{aligned}$$

中間下横構

$$\begin{aligned} \text{単位長さ当たりの質量} &= 14.9 \text{ kg/m} \\ \text{部材長さ} &= 4.036 \text{ m} \\ \text{1本当たりの質量} &= 14.9 \times 4.036 = 60.1 \text{ kg} \\ \text{部材本数} &= 4 \times 4 = 16 \text{ 本} \\ \text{下横構質量} &= 0.060 \times 16 = 1.0 \text{ t} \\ \text{下横構合計} &= 0.5 + 1.0 = 1.4 \text{ t} \end{aligned}$$

4.5.3 対傾構質量

水平部材

$$\begin{aligned} \text{単位長さ当たりの質量} &= 14.9 \text{ kg/m} \\ \text{部材長さ} &= 3.000 \text{ m} \\ \text{1本当たりの質量} &= 14.9 \times 3.000 = 44.7 \text{ kg} \\ \text{部材本数} &= 2 \text{ 本} \\ \text{パネル当たり} &= 0.045 \times 2 = 0.089 \text{ t} \end{aligned}$$

斜材

$$\begin{aligned} \text{単位長さ当たりの質量} &= 14.9 \text{ kg/m} \\ \text{部材長さ} &= 2.052 \text{ m} \\ \text{1本当たりの質量} &= 14.9 \times 2.052 = 30.6 \text{ kg} \\ \text{部材本数} &= 2 \text{ 本} \\ \text{パネル当たり} &= 0.031 \times 2 = 0.061 \text{ t} \\ \text{パネル合計} &= 0.089 + 0.061 = 0.151 \text{ t} \\ \text{パネル数} &= 2 \times 4 = 8 \text{ パネル} \\ \text{対傾構質量} &= 0.151 \times 8 = 1.2 \text{ t} \end{aligned}$$

4.5.4 端対傾構質量

上水平部材	[- 300	x	90	x	9	x	13	
単位長さ当たりの質量				=	38.1		kg/m	
部材長さ				=	3.000		m	
1本当たりの質量	38.1	x	3.000	=	114.3		kg	
部材本数				=	1		本	
パネル当たり	0.114	x	1	=	0.114		t	
下水平部材								
単位長さ当たりの質量				=	14.9		kg/m	
部材長さ				=	3.000		m	
1本当たりの質量	14.9	x	3.000	=	44.7		kg	
部材本数				=	1		本	
パネル当たり	0.045	x	1	=	0.045		t	
斜材								
単位長さ当たりの質量				=	14.9		kg/m	
部材長さ				=	2.052		m	
1本当たりの質量	14.9	x	2.052	=	30.6		kg	
部材本数				=	2		本	
パネル当たり	0.031	x	2	=	0.061		t	
パネル計	0.114	+	0.045	+	0.061	=	0.220	t
パネル数	2	x	2	=	4		パネル	
端対傾構質量	0.220	x	4	=	0.9		t	

4.5.5 鋼材質量の集計

	単位	数 量
主桁+横桁	t	35.9
下横構	t	1.4
対傾構	t	1.2
端対傾構	t	0.9
合計		39.5

$$\text{橋面面積} \quad 32.000 \quad x \quad 7.000 \quad = \quad 224.0 \quad \text{m}^2$$

単位面積当たりの全鋼材重量

$$w = \frac{39.5}{224.0} = 0.176 \text{ tf/m}^2$$